軟弱な地盤中に作られた空洞の 支保に作用する地圧*

正 会 員 平 松 良 雄**
正 会 員 岡 行 俊***
正 会 員 吉 武 美 登****

Earth Pressure Acting on the Support of an Opening Made in a Weak Ground

Yoshio HIRAMATSU, Yukitoshi OKA and Yoshito YOSHITAKE

In order to elucidate the earth pressure phenomena around an opening made in a weak ground, the authors have analysed the increase in the earth pressure acting on the support of an opening and the stress distribution in the ground under the assumption that the leading factor of the increasing earth pressure was the alteration of the mechanical property and condition of the ground, accompanied by the increase in the porosity of ground.

The results obtained can explain the mechanism of every earth pressure phenomenon in a weak ground and give some guidance as to the support for openings in such a ground.

1. 緒 言

軟弱な地盤中に空洞を維持しようとすれば、支保に時間とともに増加する地圧が作用し、その最大の強さは、各種の条件によつて異なるが、空洞が深くて地盤がとくに弱い場合は通常の支保で支えきれないほど大きい値に達する。このような空洞を経済的に維持するのにいかなる支保を施すべきかは重要な問題である。平松・岡は、さきに塑性地盤中の応力や支保の性質と支保に作用する地圧の強さとの関係などについて、新たな観点から考察を行ない、塑性地盤中の地圧現象の説明を試みた¹⁾。しかしその後これを検討した結果、補足したい点や修正したい点を見出したので、ここにあらためてこの問題について理論的考察を行ない、軟弱な地盤中に作られた空洞の支保の参考に供したいと思う。

2. 従来の理論の検討

従来、岩盤を弾塑性体と考えて、空洞のまわりの応力が論じられている。すなわち岩盤中に坑道を開き、そのまわりに大きい応力が集中し、そのため応力が岩石の弾性限を超過した部分は塑性体として振舞い、その外側では岩盤は弾性体として振舞うものと考えて、坑

道のまわりの応力の解析が行なわれている²⁾。また塑性地盤中に坑道を作ったとしても、坑道のまわりのある範囲内においては地盤は塑性体として振舞うが、その外側では塑性変形が起らず、応力は弾性的な釣合を保つものと仮定して応力を論ずることも試みられている³⁾。このような解析は、軟弱地盤中に作られた空洞のまわりの応力分布の傾向を説明するのに役立つが、空洞の支保に作用する地圧についてわれわれの経験したところを説明するのには不十分であるように思われる。

われわれの経験によれば、岩盤中に空洞を開き、たとき、支保を施さなくても空洞は維持できることが多く、たとえ支保を必要としても、これに比較的小さい荷重がかかるに過ぎず、空洞壁面の岩石が高い応力集中のために局部的に破壊しても、その状態にいたるまでに著しい塑性変形を起していない。したがって空洞のまわりに塑性域と弾性域との区別が明瞭にでき、塑性域における応力が弾性域のそれより小さくなると考えるのは無理のように思われ、岩盤中の空洞のまわりの応力を弾塑性的に取扱うのは行き過ぎのように思われる。また塑性地盤中に空洞を開き、これに支保を施した場合、時間とともに増加する地圧が支保に作用し、剛性支保より可縮性支保の方が空洞を維持するのに容易であり、空洞開きの当初地盤の押し出しが非常に激しくて、支保が破壊して困るような場合でも、月日の経つとともに押し出しがおだやかになることはしばしば経験するところである。

* 昭和36年12月30日受理、昭和36年4月 日本鉱業会春季学術講演会にて講演

** 工博 京都大学教授、鉱山学教室 *** 工博 京都大学助手 鉱山学教室 **** 九州工業大学教授、鉱山学教室

しかし、塑性地盤中の応力を静的に解析した結果からは、これらの事実を説明することができない。

さきに報告した平松・岡の研究¹⁾は、従来うまく説明できなかった塑性地盤中の地圧現象を、ヒズミ速度は偏差応力に比例するとの仮定のもとに解析し、その結果から支保に作用する地圧の時間的変化や可縮性支保の理論を論じたものである。しかしこの考え方によれば、地盤の滑りは地盤内の応力が一様になるまで続くことになり、また支保に作用する時間的に増加する地圧の最大値は、地盤の性質だけに係し、支保の性質や支保を施す時期には係しないことになり、やはり実際の現象を十分説明できていないことに気付いた。

3. 軟弱地盤内に作られた空洞のまわりの地圧現象に対する新しい説明

さきの解析で不都合を生じた原因は、時間の要素を導入するためヒズミ速度は偏差応力に比例すると仮定した点にある。そこで時間の要素を別の原因から導入して、新たに考察を加えることにした。

塑性地盤内のある部分が不安定な応力状態にあるものとし、この部分に滑りが起つて安定な応力状態に達したものとすると、この滑りにはいくらかの時間を要するであろう。しかし、実際に空洞のまわりの軟弱な地盤が空洞に向って押し出して来るのに時間を要する大きい理由は、滑りに時間を要するためというより、むしろ地盤の性質、状態が何かの原因によつて変化するのに時間を要することにあるように思われる。すなわち、水の浸透による地盤の塑性化とか、応力集中による破碎のために空洞のまわりの地盤の性質や状態が変化すると、それに応じて地盤内の応力状態は不安定となり、新たに滑りが起こり、しかも、滑りが起こると新しい空隙ができ、そのため見掛けの体積は増加するものと思われる。

以上のような考えを基礎として、軟弱地盤中に作られた空洞のまわりの応力や支保に作用する地圧などを解析してみよう。このような問題の厳密な解析はほとんど不可能であるから、一般的傾向だけわかればよいことにして、条件を簡単にするため地盤は均質な塑性体とし、坑

道を開さくする以前、応力はあらゆる方向に同じ大きさ p であり、坑道は半径 a の円形断面を有するものとする(第1図)。さらにこの坑道を作つたために、まわりの地盤内の応力は釣合を失ひ、坑道の中心軸から距離 ρ の範囲内は Coulomb の流動条件²⁾を満足するようになったものとする。このときライニングに作用する地圧の強さ、いいかえれば $r=a$ における半径方向の応力を σ_{ra} とすると、力の釣合を考えることにより、 $r \leq \rho$ の範囲内では次式が成立する*。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= (\sigma_{ra} - \sigma_0) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2k}{1-k}} + \sigma_0, \\ \sigma_\theta &= \frac{1+k}{1-k} (\sigma_{ra} - \sigma_0) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2k}{1-k}} + \sigma_0 \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

ここに、 θ は坑道の軸に垂直な断面上において、坑道の中心を極、水平線を原線とする極座標系で原線と動径となす角であり、 σ_r, σ_θ はこの座標に関してとつた応力成分、 k は地盤の内部摩擦角 ϕ の正弦で、 σ_0 は地盤の粘着力を τ_0 とするとき $\tau_0 \cot \phi$ で与えられる値である。

$r > \rho$ の範囲では、応力状態は安定で滑りは起つていないから、応力分布は(1)式で与えられるものと全く異なり、しかも弾性体の場合のようにただ一つに決まるのではなく、種々の場合がありうる。しかし、これから塑性地盤内の地圧現象を論ずる上に、 $r > \rho$ の範囲においても σ_r や σ_θ を数式で表わしておくことが必要であるから、つぎのような考察を行なつて得られた無理のない数式の一案を示そう。坑道の中心軸を通る水平面上の全地圧は坑道を開さくする前後において変りがないはずである。しかるにライニングの中心軸を通るライニングの水平断面上に作用し合つてゐる応力を、ライニングの単位長さの断面積にわたつて積分した値は、 $\int_0^\pi a \sigma_{ra} \sin \theta d\theta$ すなわち $2a\sigma_{ra}$ である。以上の事柄と(1)式とを考慮すると次式が得られる。

$$\int_0^\rho \left[p - \left\{ \frac{1+k}{1-k} (\sigma_{ra} - \sigma_0) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2k}{1-k}} + \sigma_0 \right\} \right] dr + \int_\rho^\infty (p - \sigma_\theta) dr + ap - a\sigma_{ra} = 0 \dots (2)$$

$r > \rho$ において、 σ_r, σ_θ は r とともに p に漸近し、かつ $\sigma_r + \sigma_\theta = 2p$ と仮定し、しかも(2)式を満足し、流動条件は満足しないような σ_r や σ_θ を与える式を探し、次式を得た。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p - k(p - \sigma_0) \left(\frac{\rho}{r} \right)^2, \\ \sigma_\theta &= p + k(p - \sigma_0) \left(\frac{\rho}{r} \right)^2. \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

ただし

* 誘導については参考文献(1)参照

第1図

$$\rho = a \left\{ \frac{p - \sigma_0}{\sigma_{ra} - \sigma_0} (1 - k) \right\}^{\frac{1-k}{2k}} \dots\dots\dots (4)$$

もちろん $r = \rho$ において, (3) 式で与えられる σ_r や σ_θ の値は (1) 式によつて与えられる値と一致する。ライニングが施されていない場合は, (1)~(4) 式における σ_{ra} を 0 とおいたそれらの式が成立する。

塑性地盤内に坑道を作り, ライニングを施したとき, 坑道のまわりの $a < r < \rho$ の範囲内に滑りが起り, 坑道のまわりの応力状態は (1) および (3) 式で与えられるようになり, ライニングに σ_{ra} なる強さの地圧が作用するようになると, 一応それで滑りは終り, 平衡状態に達する。しかしその後, 地盤内に水の浸透とか破壊が起こつて k の値が低下し, そのためさらに滑りが起こり, 新しい空隙が生じると, ライニングが施されていない場合坑道のまわりの地盤は押し出し, ライニングが施されている場合それに作用する地圧は増加する。

いま, 滑りによつて空隙が増加したときの見掛けの比重を γ とし, γ と応力との間に次の関係が成立するものと仮定しよう。

$$\gamma = \gamma_0 \left(1 - \alpha \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \right) \dots\dots\dots (5)$$

γ_0 は完全に応力がなくなつた状態における比重で, α は定数である。(5) 式は試験片を圧縮するような場合における応力と比重との関係を示すものではなく, 地山が滑ることにより空隙を増す場合だけに適用できるものとする。) また支保は地圧を受けると降縮し, 半径の変化量 u に比例して反力を増すものとし, この関係を次式で表わすことにする。

$$\sigma_{ra} = \lambda \frac{u}{a} \dots\dots\dots (6)$$

ここに λ は支保の性質によつて決まる定数である。(5), (6) 式において $\alpha > 0, \lambda > 0$ とする。 σ_r, σ_{ra} および σ_θ は圧縮応力で負の値をとるから, $u < 0$ である。

さて, $a \leq r \leq \rho$ の範囲内の地盤が滑りを起こしたとき, その範囲内の単位長さの奥行を占める地盤の重量を W とすれば,

$$W = \int_0^{2\pi} \int_a^\rho r dr d\theta \dots\dots\dots (7)$$

(7) 式に (1) および (5) 式を代入して

$$\begin{aligned} W = \int_0^{2\pi} \int_a^\rho \gamma_0 \left[1 - \alpha \left\{ \frac{\sigma_{ra} - \sigma_0}{1 - k} \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2k}{1-k}} \right. \right. \\ \left. \left. + \sigma_0 \right\} \right] r dr d\theta = \pi \gamma_0 \left[(\rho^2 - a^2) (1 - \alpha \sigma_0) \right. \\ \left. - \alpha a^2 (\sigma_{ra} - \sigma_0) \left\{ \left(\frac{\rho}{a} \right)^{\frac{2}{1-k}} - 1 \right\} \right] \dots\dots (8) \end{aligned}$$

また, 滑りが起こる以前地盤の比重は $\gamma_0(1 - \alpha p)$ であるから, 同じ範囲の空間を占めていた地盤の重量を W_0 と

すると,

$$\begin{aligned} W_0 &= \int_0^{2\pi} \int_a^\rho \gamma_0 (1 - \alpha p) r dr d\theta \\ &= \pi \gamma_0 (1 - \alpha p) (\rho^2 - a^2) \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

いま内部摩擦角の正弦が k_1 である地盤内に半径 a なる円形坑道を開き, $a \leq r \leq \rho_1$ の範囲の地盤が滑りを起こし, その後に支保を施したものとする。このとき支保に作用する地圧は 0 である。その後ある時間が経過する間に地盤の内部摩擦角の正弦は k まで低下し, 滑りを起こした範囲の外半径が ρ となり, 支保は降縮して半径が $a + u$ になつたものとする。このとき, 滑りの起こる前後で地盤の重量に変化はないから次の関係が成立する。

$$\begin{aligned} (\rho_1^2 - a^2) (1 - \alpha \sigma_0) + \alpha \sigma_0 a^2 \left\{ \left(\frac{\rho_1}{a} \right)^{\frac{2}{1-k_1}} - 1 \right\} \\ - \rho_1^2 (1 - \alpha p) = \{ \rho^2 - (a + u)^2 \} (1 - \alpha \sigma_0) \\ - \alpha (\sigma_{ra} - \sigma_0) (a + u)^2 \left\{ \left(\frac{\rho}{a + u} \right)^{\frac{2}{1-k}} - 1 \right\}, \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} \rho &= (a + u) \left\{ \frac{p - \sigma_0}{\sigma_{ra} - \sigma_0} (1 - k) \right\}^{\frac{1-k}{2k}}, \\ \rho_1 &= a \left\{ \frac{p - \sigma_0}{-\sigma_0} (1 - k_1) \right\}^{\frac{1-k_1}{2k_1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

(10) 式に (6) 式および (11) 式を代入して整理すれば,

$$\begin{aligned} \alpha (p - \sigma_0) \left\{ \frac{p - \sigma_0}{-\sigma_0} (1 - k_1) \right\}^{\frac{1-k_1}{k_1}} \\ + \alpha \sigma_0 \left\{ \frac{p - \sigma_0}{-\sigma_0} (1 - k_1) \right\}^{\frac{1}{k_1}} - 1 \\ = \frac{1}{\lambda^2} \{ (\sigma_{ra} - \sigma_0) + (\lambda + \sigma_0) \}^2 \\ \times \left[\alpha (p - \sigma_0) \left\{ \frac{p - \sigma_0}{\sigma_{ra} - \sigma_0} (1 - k) \right\}^{\frac{1-k}{k}} \right. \\ \left. - \alpha (\sigma_{ra} - \sigma_0) \left[\left\{ \frac{p - \sigma_0}{\sigma_{ra} - \sigma_0} (1 - k) \right\}^{\frac{1}{k}} - 1 \right] \right. \\ \left. - (1 - \alpha \sigma_0) \right] \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

(12) 式は, (1), (3), (5), (6), (11) 式とともに, $p, \sigma_0, k_1, k, \alpha$ および λ などと, ライニングに作用する地圧 σ_{ra} , ライニングの降縮量 u , 滑りを起こしている範囲 ρ, ρ_1 および地盤内の応力成分 σ_r, σ_θ などとの関係を与えるものである。

しかし, これらの式は形が複雑で, 各要素と σ_{ra} などとの間の関係を一見して知ることができないゆえ, 各定数を適当に仮定して, 数値計算を行なつた結果から塑性地盤中の地圧について論じよう。

第2図 $\alpha=2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$ のとき 2, 3 の λ に対する σ_{ra} と $k_1 - k$ との関係 第3図 $\lambda=10 \text{ kg/cm}^2$ としたとき 2, 3 の α に対する σ_{ra} と $k_1 - k$ との関係 第4図 $k_1=0.7$, $k=0.3$ のときの σ_{ra} と λ との関係 ($\alpha=2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$)

$p=-25 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_0=0.25 \text{ kg/cm}^2$ と仮定し、種々の λ の値に対する k_1 , k および σ_{ra} の間の関係を計算して図示すれば第2図のようであり、種々の α の値に対して同様の関係を図示すれば第3図のようである。また σ_{ra} と λ の関係の一例を示せば第4図のようである。この計算において採用した λ と α の値は、つぎの点を考慮して決めた。すなわち剛性コンクリートライニングの λ の値は $30,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度、可縮性ブロックライニングのそれは 500 kg/cm^2 程度、木枠のそれは 10 kg/cm^2 程度と見積られる。また地山の応力を 100 kg/cm^2 と仮定し、これを破碎して取出したとき見掛けの体積が 10% 増加するような地盤の α の値は $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$ 、50% 増加するような地盤のそれは $5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$ と見積られる。

第2図の見方を説明しよう。 $\lambda=100 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha=2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$ とし、 $k_1=0.4$ のときライニングを施したものとし、その後 $k=0.2$ となつたものとすれば、第2図の左から2番目の図において、 $k_1=0.4$ に対する曲線上に $k_1 - k=0.2$ の点Aをとると、 $\sigma_{ra}=-3.5 \text{ kg/cm}^2$

であることがわかり、同様に $k_1=0.5$ のときライニングを施し、 $k=0.2$ となつたものとすれば、 $k_1 - k=0.3$ の点Bから $\sigma_{ra}=-5.4 \text{ kg/cm}^2$ であることがわかる。

これらの図は、支保を施した後地盤の内部摩擦が低下するとともに、換言すれば k の値が減少するとともに、支保に作用する地圧は増加すること、終局の k の値が同一であれば、なるべく内部摩擦が小さくなつてから支保を施した方が支保に作用する最大地圧は小さいこと、地盤の性質の変化が同一で支保を施す時期も同一であれば、可縮性の強い支保ほどそれに作用する地圧は小さいこと、したがって支保に作用する地圧は地山内の初期応力のほか、地盤の性質、支保の性質および支保を施す時期に関係することなどを明瞭に物語っており、これらはわれわれの経験とよく合う。

第5図は、 $\alpha=2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$, $\lambda=10 \text{ kg/cm}^2$ と仮定し、支保を施したときの k_1 を 0.5 とし、それから内部摩擦が低下して $k=0.4$, 0.3 , 0.2 となつたときの地盤内の応力分布の変化を示している。また第6図は $\alpha=2 \times$

第5図 $\alpha = 2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$, $\lambda = 10 \text{ kg/cm}^2$, $k_1 = 0.5$ のとき k が低下した場合の地盤中の応力分布

第6図 $\alpha = 2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$, $k_1 = 0.7$ のとき 2, 3 の λ に対して k が同じだけ変化した場合の地盤中の応力分布

$10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}$, $k_1 = 0.7$ と仮定し, $\lambda = 10, 100, 500 \text{ kg/cm}^2$ である 3 種の可縮性支保を施したものとし, その後地盤の性質が変化したときの地盤内の応力分布を示したものである。

以上は, 軟弱な地盤中に起こる地圧現象の機構を考察し, それに基づいて二三の仮定を設け, 数学的取扱いによつて支保に作用する地圧や地盤内の応力分布を求めたものであるが, 数学的取扱いを容易にするため設けた仮定にやや無理な点があることは認めるところである。しかしこの理論的考察の基礎となる地圧現象の機構については大きな無理はないと考えられ, 解析結果は経験とよく合うから, 上述の考え方で大体軟弱地盤中の地圧現象

は説明がつくのではないと思われる

4. 支保に作用する地圧の増加の速度

上に述べたように, 支保に作用する地圧は支保を施した後の地盤の性質, 状態の変化に関係するとすれば, 支保に作用する地圧の増加の速度は地盤の性質, 状態の変化の速度によつて決まるはずである。したがつて地圧の増加の速度は地盤の条件によつて千差万別で, これを理論的に解析することは不可能である。そこで, 支保に作用する地圧の時間的变化あるいは地盤の押し出しの速度の実測結果だけを示し参考に供したいと思う。実例としては, 地盤の押し出しの激しいものが特徴をよく示すと考えられるので, 次の 2 例を採用することにした。

国鉄辺富内線日振ずい道は長さ 1,060m の単線ずい道であるが, 上部菊石層の激しい攪乱を受けた軟弱な頁岩中に開さくされたため, 強い地圧に悩まされ, 着工後 17 年 9 カ月にして完成しなずい道である。(もつとも太平洋戦争の末期および戦後延約 6 年 5 カ月間工事を中止した。) この頁岩には掘さく当時硬いものと粘着性のものとがあつて, 前者は空気に触れるとばらばらに崩壊し, 後者はうろこ状に剝離する性質をもっている。昭和 28 年 8 月に, 富内側坑口から 630m の地点で, $2.4 \times 2.7 \text{ m}$ の導坑内の 2 箇所において, 一方の側壁面から 10 cm ないし 100 cm 奥までの間の数点に測点を設置し, 地盤の押し出し量が測定された⁵⁾。この被りの厚さは約 55m である。2 箇所の測定結果は大体同じ傾向を示しているのので, 一方を示せば第 7 図のようである。この図によれば, 押し出しの速度は, 掘さくの直後は別として掘さく後 10 日位までは急激であるが, 時間とともに減少し, 60 日を経過すれば極くわずかなることや, 地盤の押し出しは壁面に近いほど大きく, 内部に進むに従つて小さくなることがわかる。なお開さく後含水量の変化を調査し地盤の押し出しは吸水膨張にあるのではないことが確かめられている。

またこの導坑の両側壁間に鉄柱を打ち, この鉄柱にかかる地圧の変化をプルーピングリングを用いて測定された結果は, 第 8 図のようである。この図から, 掘さく直後は別として, 時間の経過とともに地圧増加速度が減少することがわかり, 第 7 図に示された地盤の押し出し速度が時間の経過とともに減少することとつじつまが合う。導坑開さく後, 測点の設置その他のために時間を要し, 導坑掘さく直後の地盤の押し出しや地圧増加は測定されていないが, おそらく最初のうちは地盤の押し出し速度, したがつて地圧増加速度は低いものと思われる。

日炭二島礦業所坑底水平坑道も開さくの際激しい地圧

第7図 日振ずい道導坑の側壁の押し出し量の測定結果

に悩まされた坑道である。この坑道の地圧現象については前報¹⁾に詳しく述べたから省略するが、地表から約700 mにある軟弱なペントナイト質頁岩中に開さくされたため、地盤は水を吸収して粘土質となり、押し出しが激しく、断面積 8 m^2 の導坑を維持するために何回も仕繰を行なわなければならず、その際取出したばたの量（導坑 1 m 当り）の累計は第9図に示すような大きな値になったことを述べておく。なおこの坑道は、ライニング完成後しばらくの間いくぶん変形していたが、この坑道以下の深部開発が進むにつれて地盤に吸収された水は脱水され、坑道は乾燥し、変形も止まった。

これらの事例から判断すれば、坑道開さくの直後、地

第8図 日振ずい道導坑における鉄柱にかかる地圧

第9図 二鳥鉱業所坑底水平坑道導坑において仕繰の際に取出したばたの量

盤の押し出し速度、したがって支保に作用する地圧増加速度は低いがその後高くなりやがてだんだん低下する傾向があるものと思われる。この傾向は次のように考えると納得できる。坑道開さくの当初、地盤はまだ十分に破碎されたりあるいは水を吸収しておらず、内部摩擦はあまり急速に変化しないために押し出し速度は低い、そのうちに破碎あるいは水の吸収による塑性化が進行し内部摩擦は急速に低下し押し出しが激しくなる。しかしいつまでも地盤の破碎あるいは塑性化が続くわけではないから地盤の押し出しはだんだん緩慢となるものと考えられる。

5. 総 括

弾塑性または塑性地盤中の坑道のまわりの地圧に関して、従来発表された理論では、軟弱地盤中に空洞を開さくしたとき経験される種々の現象を説明するのに不十分であることを指摘し、新たな考えのもとにこれらの現象の説明を試みた。すなわち地盤の押し出し、したがって支保に作用する地圧の増加の原因の主なものは、地盤の性質や状態の変化にあるとし、地盤が滑りを起せばその内部の空隙は増加し、また支保が施されておればその反力が増加することを考慮に入れ、地盤の内部摩擦の低下に伴う支保に作用する地圧の増加や地盤内の応力分布の変化を解析し、その結果から軟弱地盤中に空洞を維持するとき経験される現象をよく説明できることを示した。その二三を挙げると、支保を施した後地盤の破壊または塑性化が進むにつれて、支保には時間的に増加する地圧が作用し、その大きさは地山の初期応力、地盤の性質、支保の性質および支保を施す時期に関係する。剛性支保より可縮性支保の方がそれにかかる地圧は小さく、したがって寿命は長い。支保を施すことにより地盤の性質の変化が止むような場合は早く支保を施した方が有利であるが、地盤の性質の劣化が支保の有無にかかわらず起こるような場合は、支保を施す時期が遅いほどそれにかかる地圧は小さい。地盤が軟弱でその中に空洞を維持するのが困難な場合の対策としては、地盤がゆるまないような処置を講ずることが最も重要で、そのほか可縮性支保を採用するか、ある程度地盤の滑りを許した後本格的支保を施すことなどが考えられる。地盤の押し出しの速度、したがって地圧増加の速度は最初低く、そのうちに高くなり、やがて漸次低下するようである。

参 考 文 献

- 1) 平松良雄・岡行俊：塑性地盤中の盤圧現象と支保について、日本鉱業会誌，73巻，826号，昭和32年4月，215頁
- 2) L. A. Galin: Ebene elastisch-plastische Aufgabe, Angew. Math. u. Mech., X, 3 (1946).
- 3) R. Fenner: Untersuchung zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks, Glückauf, 74, 1938, S. 681~695, S. 705~715.
- 4) 例えばテルツァギ・ベック：土質力学，基礎編，昭和35年，86頁
- 5) 国鉄札幌工務局：日振ずい道工事誌，昭和34年，59頁